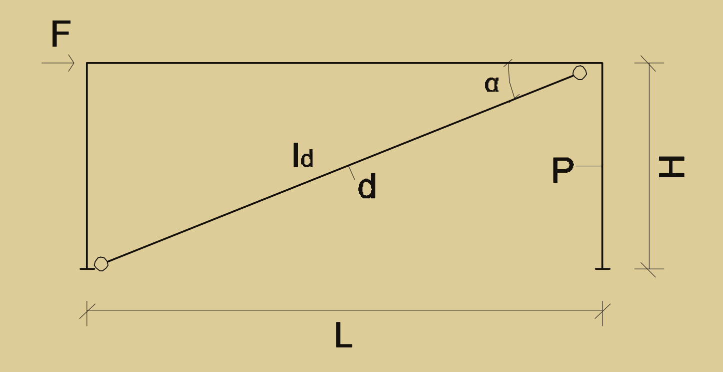
EJERCICIOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS IV

PIEZAS A COMPRESIÓN

por

Jorge Conde Conde
Alejandro Bernabeu Larena
Paula Fuentes González



CUADERNOS DEL INSTITUTO JUAN DE HERRERA DE LA *ESCUELA DE ARQUITECTURA* DE *MADRID*

1-87-04

EJERCICIOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS IV

PIEZAS A COMPRESIÓN

por

JORGE CONDE CONDE
ALEJANDRO BERNABEU LARENA
PAULA FUENTES GONZÁLEZ

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-87-04

C U A D E R N O S
D E L   I N S T I T U T O
J U A N   D E   H E R R E R A

NUMERACIÓN

2 Área
51 Autor
09 Ordinal de cuaderno (del autor)

TEMAS

1 ESTRUCTURAS
2 CONSTRUCCIÓN
3 FÍSICA Y MATEMÁTICAS
4 TEORÍA
5 GEOMETRÍA Y DIBUJO
6 PROYECTOS
7 URBANISMO
8 RESTAURACIÓN
0 VARIOS



Ejercicios de Estructuras Metálicas y Mixtas IV.
Piezas a compresión.

Instituto Juan de Herrera.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Gestión y portada: Almudena Gil Sancho.
CUADERNO 373.01 / 1-87-04
ISBN-13 (obra completa): 978-84-9728-417-2
ISBN-13: 978-84-9728-421-9
Depósito Legal: M-14573-2012

Presentación

Estos cuadernillos tienen su origen como apoyo docente al Módulo M4 (Estructuras de Acero) del Máster Oficial de Estructuras de Edificación de la ETSAM. Pensamos así mismo que pueden servir de referencia y utilidad a toda persona interesada en el campo de las estructuras metálicas de edificación.

El ejercicio central del módulo es el proyecto completo de una estructura metálica a nivel profesional. Dicho proyecto es desarrollado en grupo por los alumnos, efectuándose un seguimiento continuo del mismo durante el curso. Para garantizar que los alumnos poseen las herramientas necesarias para el trabajo exigido se imparten una serie de clases teóricas alrededor del material acero, que se completan con los presentes ejercicios, planteados como aplicación directa de los conceptos de teoría.

El módulo se estructura en dos grandes unidades conceptuales: el análisis y dimensionado de piezas, y el análisis y dimensionado de nudos. Los ejercicios que se presentan en este primer conjunto de cuadernos corresponden a la primera parte, de análisis de piezas:

I. Determinación de esfuerzos.

II. Propiedades seccionales.

III. Piezas a flexión.

IV. Piezas a compresión.

Los autores confían en poder ofrecer en breve la segunda parte, de nudos y detalles de conexión, cuyo interés es incluso mayor, dada la escasa bibliografía disponible al respecto.

Más allá del seguimiento estricto y de la aplicación directa (y en ocasiones ciega) de la normativa, aunque respetándola, los ejercicios plantean un análisis claro y profundo de los fenómenos que rigen el análisis y dimensionado de una estructura metálica, considerando así mismo las cuestiones y criterios constructivos, fundamentales en el proyecto de cualquier estructura, y más aún si esta es metálica.

En este sentido, el lector observará que, para preservar la unidad, y a pesar de ser enunciados independientes y autónomos, todos los ejercicios giran en torno a un edificio único. Se pretende así que el conjunto de ejercicios abarque las distintas cuestiones y problemas presentes en el proceso habitual de planteamiento, análisis y desarrollo de una estructura metálica.

Agradecemos a Paula Fuentes su sufrida labor, a Santiago Huerta la confianza depositada al designarnos como profesores del módulo y su apoyo en la publicación de estos cuadernos de ejercicios, y a José Luis de Miguel su interés y sus siempre afilados y pertinentes comentarios.

Madrid, febrero 2012

Jorge Conde Conde

Alejandro Bernabeu Larena

INDICE

Enunciado ____1

1. Cálculo del arriostramiento__________________________________3

2. Análisis y dimensionado del pórtico suponiendo la estructura arriostrada____10

Objetivo del ejercicio

Análisis de pórticos en primer y segundo orden.

Enunciado

Realizar el análisis del pórtico indicado.

Emplear las diversas opciones disponibles en la norma CTE para el análisis y dimensionado a pandeo de los pilares.

1. Análisis de primer orden del pórtico. Discusión de la traslacionalidad y verificación de piezas mediante estimación de las longitudes de pandeo.
2. Análisis de segundo orden simplificado del pórtico mediante amplificación de las fuerzas horizontales (método del coeficiente r). Dimensionado de soportes con la longitud de pandeo intraslacional.
3. Análisis iterativo de segundo orden. Comparación con el método simplificado.
4. Análisis de servicio del pórtico, determinando si las deformaciones verticales y horizontales del mismo son admisibles.

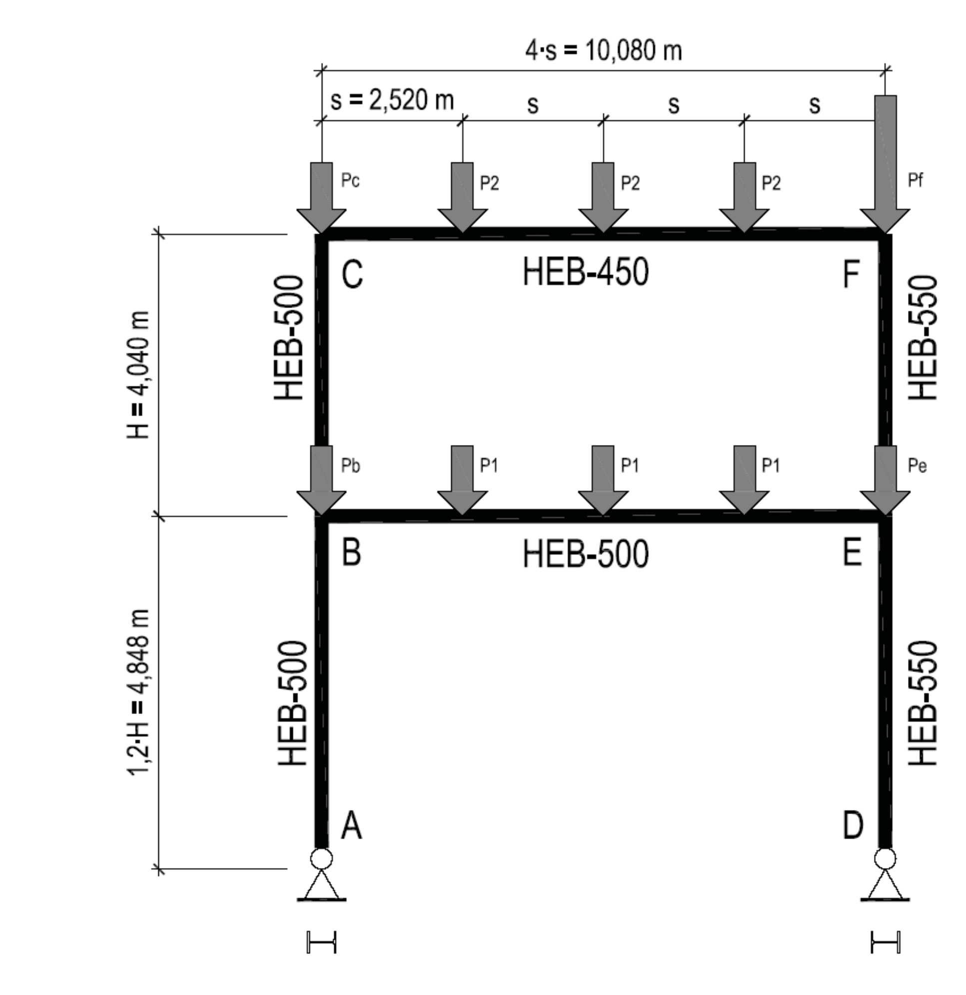
Se considerarán los nudos viga-pilar empotrados y el pórtico articulado en su base.

Materiales: S27JR.

Categoría de sobrecargas de uso C. Tabiquería convencional.

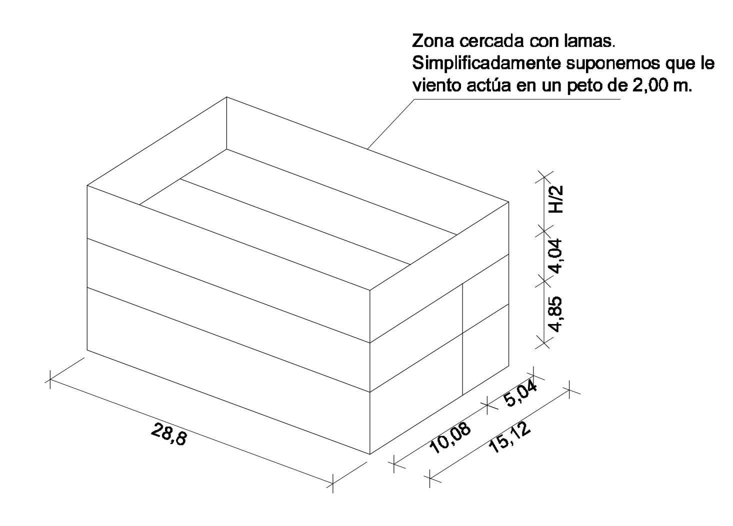
L = 7,200m; S = 2,520m; H = 4,040m.

CARGAS		k	d
Viento en planta 1	**W1**	**41,60**	**62,39**
Viento en planta 2	**W2**	**18,91**	**28,36**
Carga vertical total en nudo B	**Pb**	**149,11**	**205,38**
Carga vertical total en nudo C	**Pc**	**140,63**	**210,51**
Carga vertical total en nudo E	**Pe**	**242,36**	**340,02**
Carga vertical total en nudo F	**Pf**	**1.591,15**	**2.243,08**
Carga puntual en viga planta 1 (debida a correa continua)	**P1**	**176,28**	**247,31**
Carga puntual en viga planta 2 (debida a correa continua)	**P2**	**165,91**	**227,09**



1-Cálculo del arriostramiento

1.1-Planteamiento del arriostramiento del edificio:



Carga total:
Área en planta del edificio: A = 28,8 × 15,12 = 435,46 m^2
Área del perímetro del edificio: P = 2 × (28,5 + 15,12) = 87,84 ml

-Planta de instalaciones solares:
G: (0,5 + 0,5) × A = 435,46 kN
Q: 1,50 × A = 653,18 kN

-Planta de instalaciones:
G: (0,5 + 0,5) × A = 435,46 kN
Q: 4,0 × A = 1741,82 kN
G_c:,5,0 × P = 439,20 kN

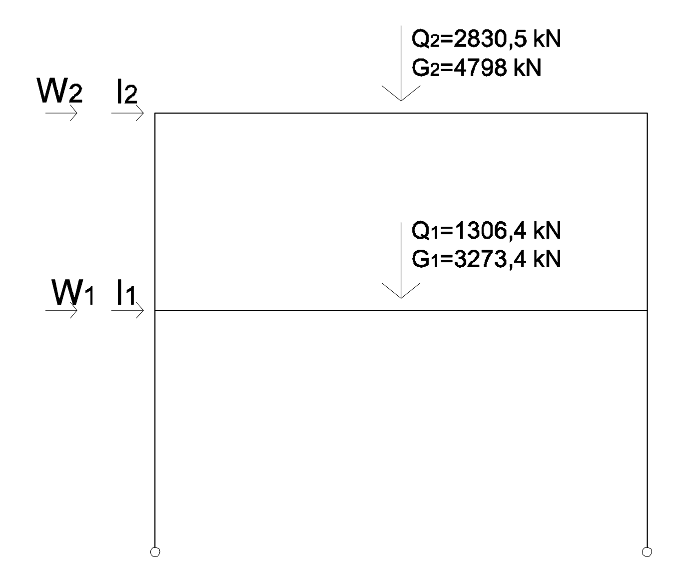
-Planta de cubierta:
G: (3,5 + 3,5) × A = 3048,22 kN
Q: 1,0 × A = 435,46 kN
G_c:,5,0 × P = 439,20 kN

-Planta tipo:
G: (3,5 + 2,0) × A = 2395,03 kN
Q: 3,0 × A = 1306,38 kN
G_c:,10 × P = 878,40 kN

-Viento:
$W_2 = 4{,}04 \times 28{,}8 \times 1{,}1 = 127{,}99$ kN

$$W_1 = \left(\frac{4{,}04}{2} + \frac{4{,}85}{2}\right) \times 28{,}8 \times 1{,}10 = 140{,}82 \text{ kN}$$

1.2-Imperfecciones geométricas iniciales:

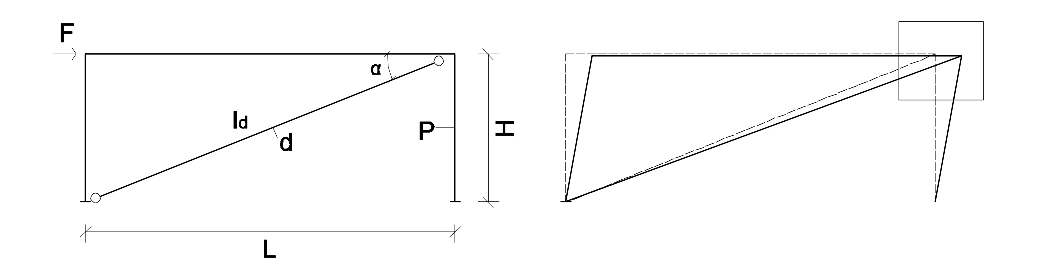


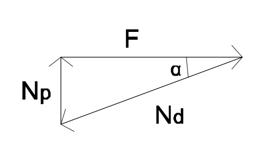
Según el CTE-SE-A para dos pilares y dos alturas se toma una imperfección inicial de L/300. Estas imperfecciones iniciales pueden sustituirse por un conjunto de acciones (CTE-SE-A, 5.4.2):

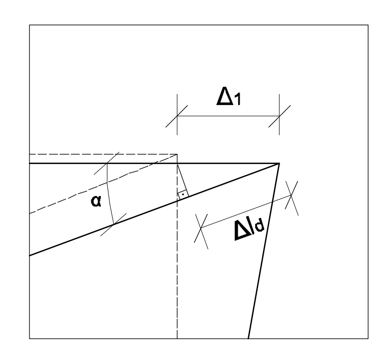
I_2: $G_2 = 15{,}99$ kN
$Q_2 = 9{,}43$ kN
I_1: $G_1 = 10{,}91$ kN
$Q_1 = 4{,}35$ kN

La deformación de un rectángulo arriostrado tiene dos componentes: un alargamiento de la diagonal y un acortamiento del pilar.

1.3-Alargamiento de la diagonal:







$\sigma = E \times \varepsilon$

$\varepsilon = \frac{\Delta L_D}{L_D}$

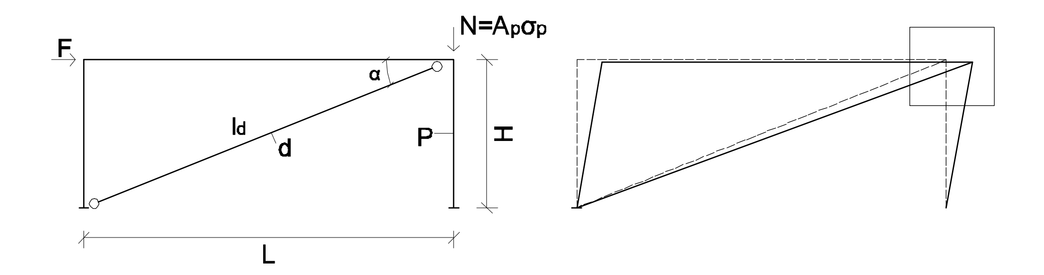
$$\Delta L_D = \frac{\sigma \times L_D}{E} = \frac{N_D \times L_D}{A \times E} = \frac{F \times L_D}{A \times E \times \cos\alpha}$$

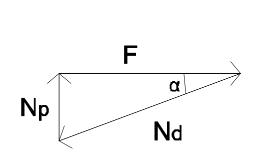
$L_D = L / \cos\alpha$

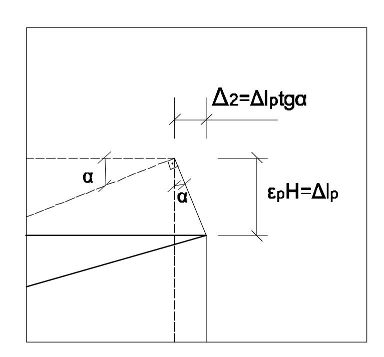
$N_D = F / \cos\alpha$

$$\Delta_1 = \frac{\Delta L_D}{\cos\alpha} = \frac{F \times L_D}{A \times E \times \cos^2\alpha} = \frac{F \times L}{A \times E \times \cos^3\alpha}$$

1.4-Acortamiento del pilar:







El axil del pilar se debe a la carga que lleve y a la inducida por formar parte del arriostramiento. No conocemos este valor, pero sí sabemos que las tensiones del pilar estarán en un entorno de la máxima admisible.

$$\sigma_{pilar} = \frac{275}{\gamma_Q \gamma_M} = \frac{275}{1{,}40 \times 1{,}05} = 187 \text{ N/mm}^2$$

A poco que el pilar esté penalizado por pandeo, su tensión se reducirá. Una posibilidad conservadora es poner esta tensión de 187 N/mm^2.

$$\varepsilon_{pilar} = \frac{\sigma}{E} = 8{,}91 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_2 = \Delta L_p \operatorname{tg} \alpha = H \times \varepsilon_{pilar} \times \operatorname{tg}\alpha$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta V}{H} \longrightarrow \Delta V = \varepsilon \times H = 8{,}9 \times 10^{-4} H$$

Desplazamiento horizontal total

$$\Delta_{total} = \frac{F \times L}{A \times E \times \cos^3 \alpha} + 8{,}9 \times 10^{-4} \times \operatorname{tg}\alpha$$

Limitación del desplazamiento horizontal: $H \leq h / 500$

1.5-Dimensionado del arriostramiento:

La condición de desplome es de servicio, y se hace con combinaciones caraterísticas. El viento es la acción desestabilizadora más fuerte, por tanto es la principal.
$G + W + \psi_0 Q$ ⟵
$G + Q + \psi_0 W$
Resumen de cargas horizontales:
$W_1 = 140{,}8$ kN
$W_2 = 128$ kN
$I_{G1} = 10{,}91$ kN
$I_{G2} = 15{,}99$ kN
$I_{Q1} = 4{,}35$ kN
$I_{Q2} = 9{,}43$ kN

$F = W + I_G + 0{,}7 I_Q = 128 + 140{,}8 + 15{,}99 + 10{,}91 + 0{,}70 \times (9{,}43 + 4{,}35) = 269{,}35$ kN
Como hay dos arriostramientos $F_1 = F / 2 = 134{,}68$ kN.

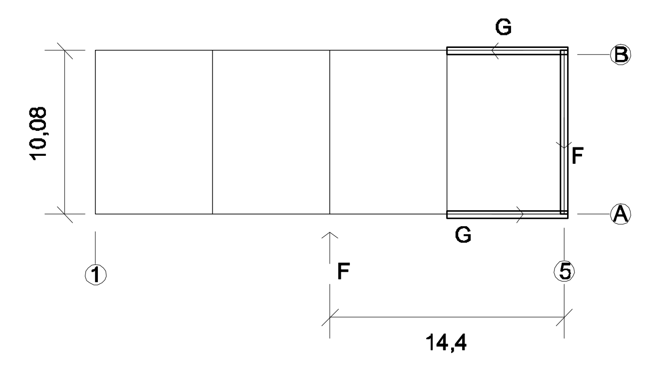
(A favor de seguridad podríamos no considerar el factor ψ, obteniendo F=309,5 kN.)

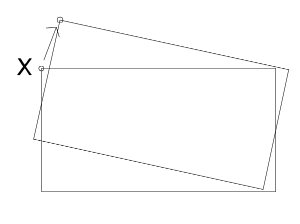
Condición: $\Delta_{tot} \leq \frac{H}{500}$

-Planta baja:
H = 4,85 m
L = 10,08 m
$\alpha = \text{atan}\frac{4{,}85}{10{,}08} \approx 25{,}7^o$
$$\frac{F_1 \times L}{A_d \times E_d \times \cos^3\alpha} + H\varepsilon_p \, \text{tg}\,\alpha \leq \frac{H}{500}$$

$\Delta H_{total} = \frac{134{,}68 \times 10{,}08}{AE \times 0{,}7317} + 4{,}85 \times 8{,}9 \times 10^{-4} \times 048 \leq 4{,}85 / 500$ ⟶ $EA \geq 243407$ kN
$A \geq 11{,}59$ cm^2 ⟶ UPN-100

-Planta primera:
H=4,04 m
L=10,08 m
$\alpha = \text{atan}\frac{4{,}04}{10{,}08} \approx 21{,}8^o$
$F \approx 128 + 15{,}99 + 0{,}70 \times 9{,}43 = 150{,}6$ kN
$F_1 = F / 2 = 75{,}3$ kN.
$\Delta H_{total} = \frac{75{,}3 \times 10{,}08}{AE \times 0{,}80} + 4{,}04 \times 8{,}9 \times 10^{-4} \times 0{,}40 \leq 4{,}04 / 500$ ⟶ $EA \geq 142911$ kN
$A \geq 6{,}81$cm^2 ⟶ UPN-80





$$G = \frac{F \times 14,4}{10,08} = 1,43F$$

La eliminación del arriostramiento 1 supone que el arriostramiento en 5 soporta el doble (no F/2 sino F). Además los arriostramientos A y B multiplican enormemente su esfuerzo.
La consecuencia en deformaciones es que el movimiento del punto X es enormemente mayor y se precisará un incremento en la rigidez de todos los arriostramientos para llegar a un desplome aceptable.

1.6-Comprobación de instraslacionalidad

Para comprobar la intraslacionalidad, se debe cumplir en cada planta que:

$$r = \frac{V_{Ed}}{H_{Ed}} \times \frac{\delta_{H,d}}{H} < 0,10 \qquad \text{(CTE-SE-A, (5.6))}$$

siendo:
H_{Ed}: valor de cálculo de las cargas horizontales totales (incluyendo las debidas a imperfecciones) en la planta considerada y en todas las superiores.
V_{Ed}: valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada y en todas las superiores.
H: altura de la planta
$\delta_{H,d}$:desplazamiento horizontal relativo de la planta (del forjado de techo al de suelo).
La instraslacionalidad debe cumplirse para cada una de las posibles combinaciones.

Combinaciones Estado Límite Último:
1,35G + 1,50Q
1,35G ± 1,50W
1,35G + 1,50Q ± 0,60 × 1,50W
1,35G + 0,7 × 1,50Q ± 1,50W

Vamos a combrobarla en dos: a) 1,35G + 1,50Q + 0,9W
b) 1,35G + 1,05Q + 1,50W

Planta baja:
a) Cargas verticales: 1,35 × (4797,5 + 3273,4) + 1,5 × (2830,5 + 1306,4) = 17101 kN
Cargas horizontales:
1,35 × (16 + 10,9) + 1,5 × (9,4 + 4,4) + 0,9 × (127,99 + 140,82) = 298,9 kN

$$d_{H,d} = \frac{298{,}9 \times 8{,}68}{AE \times 0{,}69} + 4{,}85 \times 0{,}56 \times 8{,}9 \times 10^{-4} = 0{,}009 \text{ m}$$

$A_{2UPN\text{-}100} = 2 \times 13{,}5 \text{ cm}^2$

$$r = \frac{17101}{298{,}9} \times \frac{0{,}009}{4{,}85} = 0{,}1 \text{, vale}$$

b) Cargas verticales:
$1{,}35 \times (4797{,}5 + 3273{,}4) + 1{,}05 \times (2830{,}5 + 1306{,}4) = 15239{,}46$ kN
Cargas horizontales:
$1{,}35 \times (16 + 10{,}9) + 1{,}05 \times (9{,}4 + 4{,}4) + 1{,}5 \times (127{,}99 + 140{,}82) = 454$ kN

$$\delta_{H,d} = \frac{454 \times 8{,}68}{AE \times 0{,}69} + 4{,}85 \times 0{,}56 \times 8{,}9 \times 10^{-4} = 0{,}012 \text{ m}$$

$$r = \frac{15239{,}46}{454} \times \frac{0{,}012}{4{,}85} = 0{,}086 \text{, vale}$$

Planta primera:
a) Cargas verticales: $1{,}35 \times 4797{,}5 + 1{,}5 \times 2830{,}5 = 10721{,}7$ kN
Cargas horizontales: $1{,}35 \times 16 + 1{,}5 \times 9{,}4 + 0{,}9 \times 127{,}99 = 150{,}9$ kN

$$\delta_{H,d} = \frac{150{,}9 \times 8{,}26}{AE \times 0{,}76} + 4{,}04 \times 0{,}49 \times 8{,}9 \times 10^{-4} = 0{,}0047 \text{ m}$$

$$r = \frac{10721}{150{,}9} \times \frac{0{,}0047}{4{,}04} = 0{,}083 \text{, vale}$$

b) Cargas verticales: 9448,7 kN
Cargas horizontales: 223,5 kN
$\delta_{H,d} = 0{,}006$m
$r = 0{,}063$

En ambos casos $r < 0{,}10$, por lo que los efectos de segundo orden pueden ignorarse.

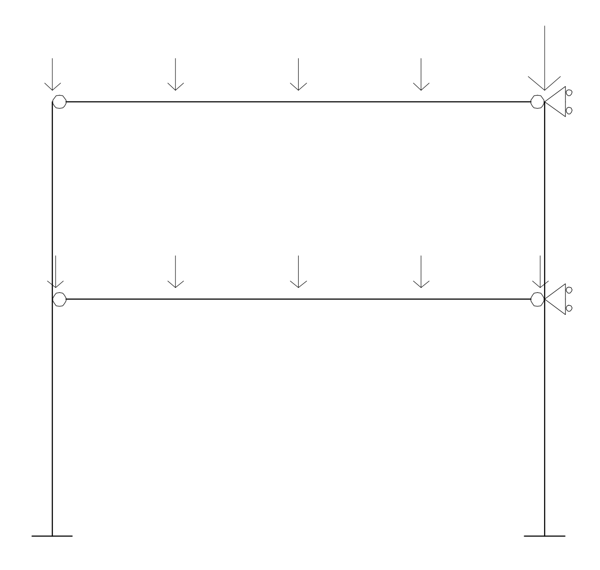
Otra opción simplificatoria sería tomar la combinación característica limitando el desplome a 1/500, que es la opción adoptada para el dimensionado de los arriostramientos. Al no ponderar estamos en un caso más desfavorable que si lo hacemos, ya que en la razón V_{Ed} / H_{Ed} la parte superior tiene coeficientes de 1,35 a 1,40, mientras que la inferior tiene coeficiente de 1,50. Por tanto el número es mayor si se pondera todo con la unidad. Si ponderando con $G + W + 0{,}7 \cdot Q$ es correcto, lo será con cualquier otra combinación.

Planta inferior:
$V_{Ed} = 10967{,}3$ kN
$H_{Ed} = 269{,}4$ kN
$r = 0{,}08$
Planta superior:
$V_{Ed} = 6779{,}4$ kN

H_{Ed} = 150,6 kN
r = 0,09
De nuevo en ambos casos r < 0,10.

2- Análisis y dimensionado del pórtico suponiendo la estructura arriostrada:

2.1-Vigas simplemente apoyadas en pilares



Para simular el efecto del arriostramiento, impedimos el desplome del pórtico.
Cálculo del pórtico intraslacional con vigas articuladas:

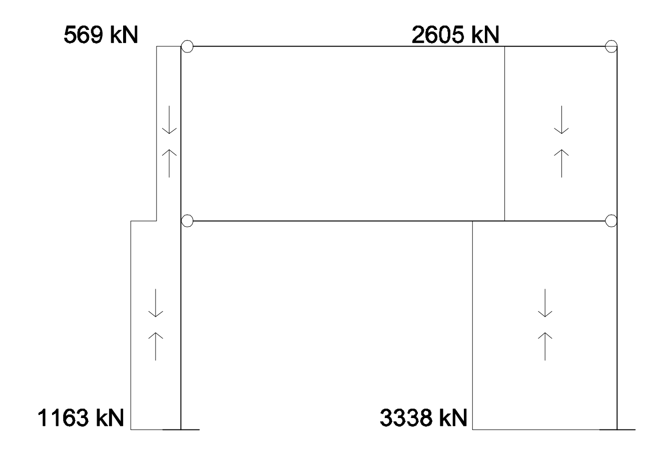


Diagrama de axiles en los pilares



Área necesaria sin tener en cuenta el pandeo

$$A_{nec} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$$

-Planta inferior:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \leq 1$$

siendo

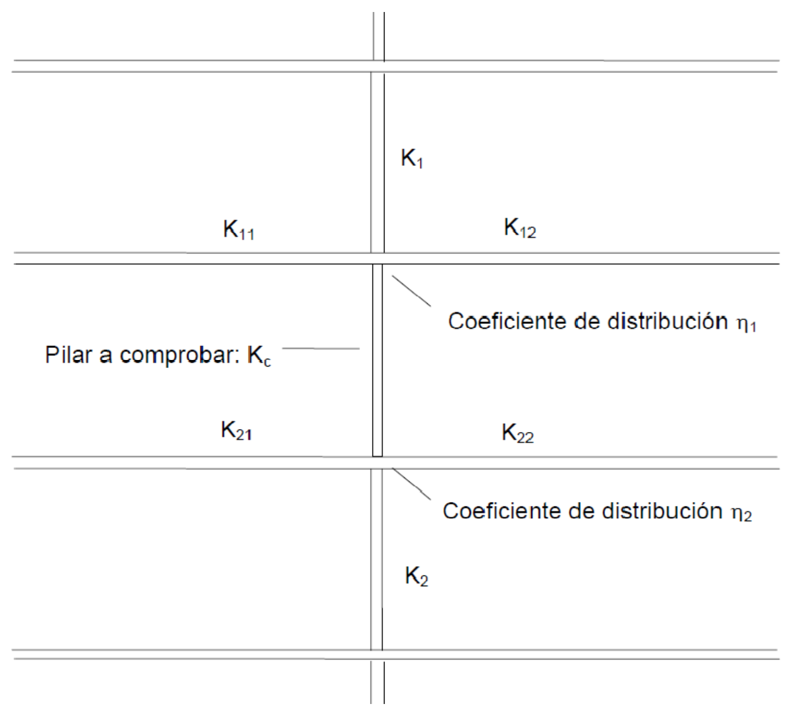
$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

(CTE-SE-A, (6.26))

siendo

K_c: coeficiente de rigidez EI/L del tramo de pilar analizado;
K_i: coeficiente de rigidez EI/L del siguiente tramo de pilar en el nudo i, nulo caso de no existir;
K_{ij}: coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo i, y posición j.



CTE-SE-A, figura 6.5. Coeficientes de distribución

$\eta_2 = 0$, ya que en la parte inferior el pilar está empotrado.

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + 0 + 0} = 1$$

K_{21}=0, porque no existe, y K_{22}=0, porque la viga está articulada al pilar.

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0{,}145(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}265\eta_1\eta_2}{2 - 0{,}364(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}247\eta_1\eta_2} \le 1 \qquad \text{(CTE-SE-A, (6.24))}$$

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0{,}145\times 1 - 0{,}265\times 0}{2 - 0{,}364\times 1 - 0{,}247\times 0} = 0{,}70$$

$$L_k = 0{,}70L = 0{,}70 \times 4{,}85 = 3{,}40 \text{ m}$$

-Planta superior:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + 0 + 0} = 1$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + 0 + 0} = 1$$

$$\beta = \frac{L_k}{L} = 1$$

$$L_k = 4{,}04 \text{ m}$$

El coeficiente de pandeo en ambas direcciones es el mismo.

2.1.i-Dimensionado de los pilares con perfiles HEB

Dimensionamos con el radio de giro menor (i_z) que da la esbeltez mayor, y por tanto, el menor χ.

Igualamos pilares en las dos plantas. Para pilares HEB hasta 360 en dirección débil la curva es la “c” (con α = 0,49).

S275 f_y = 275 N/mm2

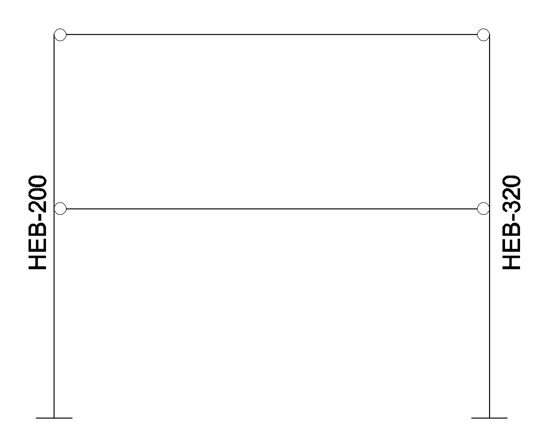
f_{yd} = 261,90 N/mm2

λ_e = 86,81

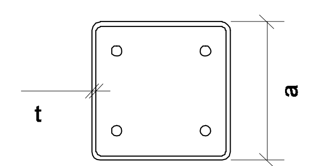
	N_{Ed} (kN)	A (cm^2)	I_{min} (cm)	L (m)	β	L_k	λ	$\bar{\lambda}$	α	χ	$N_{pl,Rd}$ (kN)
Pilares HEB											
Pilar izquierdo, planta baja, considerando L_k=0,70L											
HEB-160	1163,0	54,3	4,05	4,85	0,70	3,40	83,8	0,97	0,49	0,56	796,6
HEB-180	1163,0	65,3	4,57	4,85	0,70	3,40	74,3	0,86	0,49	0,63	1071,9
HEB-200	1163,0	78,1	5,06	4,85	0,70	3,40	67,1	0,77	0,49	0,68	1388,9
Pilar izquierdo, planta primera, considerando L_k=1,00L											
HEB-100	569,0	26,0	2,53	4,04	1,00	4,04	159,7	1,84	0,49	0,23	154,0
HEB-120	569,0	34,0	3,06	4,04	1,00	4,04	132,0	1,52	0,49	0,31	274,2
HEB-140	569,0	43,0	3,58	4,04	1,00	4,04	112,8	1,52	0,49	0,39	437,9
HEB-160	569,0	54,3	4,05	4,04	1,00	4,04	99,8	1,15	0,49	0,46	652,5
HEB-180	569,0	65,3	4,57	4,04	1,00	4,04	88,4	1,02	0,49	0,53	904,7
HEB-200	569,0	78,1	5,06	4,04	1,00	4,04	79,8	0,92	0,49	0,59	1202,0
Pilar derecho, planta baja considerando L_k=0,70L											
HEB-280	3338,0	131,4	7,08	4,85	0,70	3,40	48,0	0,55	0,49	0,81	2798,8
HEB-300	3338,0	149,1	7,58	4,85	0,70	3,40	44,8	0,52	0,49	0,83	3257,0
HEB-320	3338,0	161,3	7,57	4,85	0,70	3,40	44,8	0,52	0,49	0,83	3521,8
Pilar derecho, planta primera considerando Lk=1,00											
HEB-280	2605,0	131,4	7,08	4,04	1,00	4,04	57,1	0,66	0,49	0,75	2584,3
HEB-300	2605,0	149,1	7,58	4,04	1,00	4,04	53,3	0,61	0,49	0,78	3034,6
HEB-320	2605,0	161,3	7,57	4,04	1,00	4,04	53,4	0,61	0,49	0,78	3280,8
Pilares 2UPN											
Pilar izquierdo, planta baja, considerando L_k=0,70L											
2UPN-160	1163,0	48	5,03	4,85	0,70	3,40	67,5	0,78	0,49	0,68	850,2
2UPN-180	1163,0	56	5,47	4,85	0,70	3,40	62,1	0,71	0,49	0,72	1049,3
2UPN-200	1163,0	64,4	5,89	4,85	0,70	3,40	57,6	0,66	0,49	0,75	1259,7
Pilar izquierdo, planta primera, considerando L_k=1,00L											
2UPN-80	569,0	22,0	3,10	4,04	1,00	4,04	130,3	1,50	0,49	0,31	181,0
2UPN-100	569,0	27,0	3,75	4,04	1,00	4,04	107,7	1,24	0,49	0,41	293,2
2UPN-120	569,0	34,0	4,21	4,04	1,00	4,04	96,0	1,11	0,49	0,48	428,7
2UPN-140	569,0	40,8	4,59	4,04	1,00	4,04	88,0	1,01	0,49	0,53	568,4
2UPN-160	569,0	48,0	5,03	4,04	1,00	4,04	80,3	0,93	0,49	0,58	734,7
2UPN-180	569,0	56,0	5,47	4,04	1,00	4,04	73,9	0,85	0,49	0,63	924,5
2UPN-200	569,0	64,4	5,89	4,04	1,00	4,04	68,6	0,79	0,49	0,67	1127,3

Tabla resumen del dimensionado de pilares HEB y 2UPN (en gris los que cumplen)

No es posible resolver el pilar derecho con 2UPN.



2.1.ii-Dimensionado de los pilares con perfiles tubo rellenos de hormigón:



Para $t \leq 6$ mm ⟶ S275 ⟶ $f_{yd} = 261{,}9$ N/mm^2
$t > 8$mm ⟶ S355 ⟶ $f_{yd} = 338{,}1$ N/mm^2, los tubos de más espesor son más difíciles de encontrar en el mercado en S275, por lo que en caso de necesitarlos, escogeremos los de acero S355.

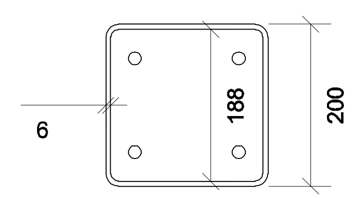
HA-30 ⟶ $f_{cd} = 20$ N/mm^2
B500S ⟶ $f_{sd} = 435$ N/mm^2

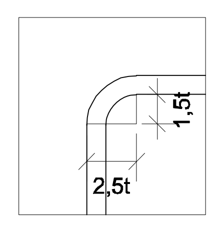
Predimensionado:
$A_a \approx 4 \times a \times t$
$A_c \approx a^2$
$N_{Rd} = 4 \times a \times t \times f_{yd} + a^2 \times f_{cd} \geq N_{Ed}$
Para tener en cuenta el pandeo de modo aproximado podemos tomar un 20% adicional de N_{Ed} ⟶ $1{,}2N_{Ed}$

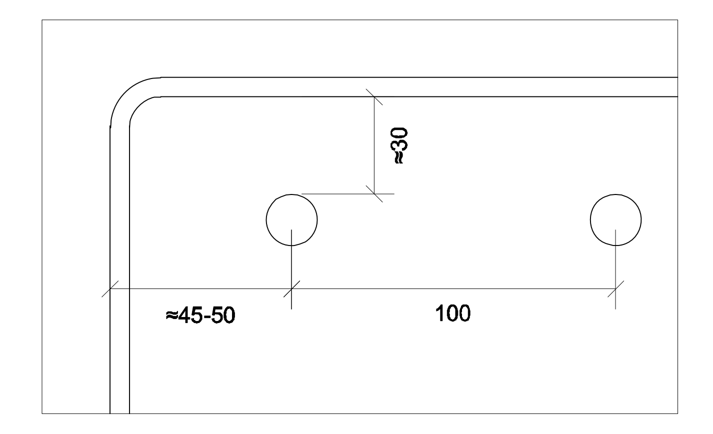
-Planta inferior, pilar izquierdo:

$t=0{,}5$ cm ⟶ $a \geq 16{,}4$ cm
$t=0{,}6$ cm ⟶ $a \geq 15{,}0$ cm
$t=0{,}8$ cm ⟶ $a \geq 12{,}8$ cm

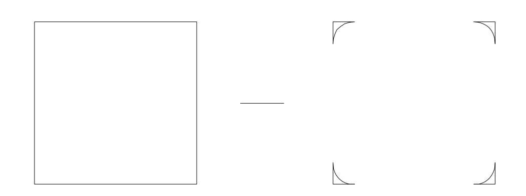
Dada la dificultad de hormigonado, conviene elegir tubos no excesivamente pequeños. Un mínimo constructivo suele ser tubo de 200 mm. Elegimos el más fino #200.6.



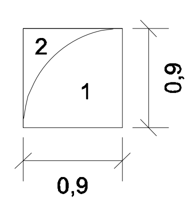




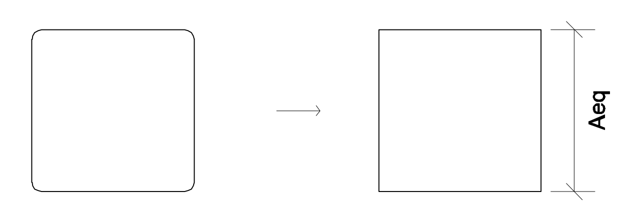
A_a = 45,6 cm2 (catálogo)
I_a = 2833 cm4
W_{pl} =330 cm3



$A_c = 18{,}8^2 - 0{,}9^2\,(4 - \pi) = 352{,}7 cm^2$



$A_{tot} = 0{,}9^2$
$A_1 = 0{,}9^2 \pi / 4$
$A_2 = 0{,}9^2\,(1 - \pi / 4)$



$I_c = \dfrac{18{,}78^4}{12} = 10369\ cm^4$

$a_{eq} \approx \sqrt{A_c} = 18{,}78\ cm$

Armado:

	4Ø12	4 Ø 16	4 Ø 20	4 Ø 25
$\rho = A_s / A_c$	1,28%	2,28%	3,56%	5,57%

Hay que tener en cuenta que si ρ > 3% la curva de pandeo a utilizar es la b en lugar de la a, por lo que puede ser contraproducente el incremento de cuantía (tabla 6.5.Eurocódigo 4).

Table 6.5 : Buckling curves and member imperfections for composite columns

Cross-section	Limits	Axis of buckling	Buckling curve	Member imperfection
concrete encased section		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
partially concrete encased section		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
circular and rectangular hollow steel section	$\rho_s \leq 3\%$	any	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	any	b	$L/200$
circular hollow steel sections with additional I-section		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
partially concrete encased section with crossed I-sections		any	b	$L/200$

Tabla 6.5 Eurocódigo 4

Tomamos 4 Ø 16, ρ=2,28%
$A_s = 8{,}04\ cm^2$
$I_s = A_s\ (d / 2)^2 = 201\ cm^4$

-Cálculo de EI_{eff}:

$$EI_{eff} = E_a \times I_a + E_s \times I_s + E_{cm\infty} \times I_c \times K_e \qquad \text{(Eurocódigo 4 (6.40))}$$

$$E_{cm\infty} = E_{cm} \times \frac{1}{1 + \frac{N_{GEd}}{N_{Ed}}\varphi_t} \qquad \text{(Eurocódigo 4 (6.41))}$$

$$E_{cm\infty} = 32{,}8 \times \frac{1}{1 + 0{,}63 \times 2} = 14{,}6\ N/mm2$$

$$EI_{eff} = 2{,}1 \times I_a + 2{,}0 \times 201 + 0{,}6 \times 10369 \times 0{,}146 = 7260\ kN/m^2$$

El valor de $\frac{N_{GEd}}{N_{Ed}}$ se obtiene del modelo para el pilar izquierdo y vale $\frac{538 \times 1{,}35}{1161} = 0{,}63$.
La fluencia se toma φ= 2 como valor estándar.

-Cálculo de la carga crítica:

Hay que plantearse si la unión de la base podrá ser totalmente rígida. Lo más probable es que no, por la dificultad que plantean estas uniones. Supongamos pues $L_k = L$ a favor de seguridad.

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} = \frac{3{,}14^2 \times 7260}{4{,}85^2} = 3046\ kN \qquad \text{(CTE-SE-A (6.18))}$$

$$N_{pl,Rk} = A_a \times f_y + A_s \times f_s + A_c \times f_{ck} = 45{,}6 \times 27{,}5 + 8{,}04 \times 50 + 352{,}7 \times 3 = 2714\ kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = 0{,}94 \qquad \text{(CTE-SE-A (6.18))}$$

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo (χ)

Esbeltez reducida			Curva de pandeo		
	a_0	a	b	c	d
Coeficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
≤ 0,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50	0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00	0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10	0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40	0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60	0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80	0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 (1)	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 (1)	0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 (1)	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 (2)	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 (2)	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

(1) esbeltez intolerable en los elementos principales
(2) esbeltez intolerable incluso en elementos de arriostramiento

Tabla 6.3, CTE-SE-A

Curva "a", $\alpha = 0{,}21$, $\chi = 0{,}70$;
X también puede obtenerse de la fórmula 6.19:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} \qquad \text{(CTE-SE-A (6.19))}$$

donde

$$\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda}_k - 0{,}2\right) + (\bar{\lambda}_k)^2\right], \qquad \text{(CTE-SE-A (6.20))}$$

Con lo que nuevamente se obtiene $\chi = 0{,}70$.

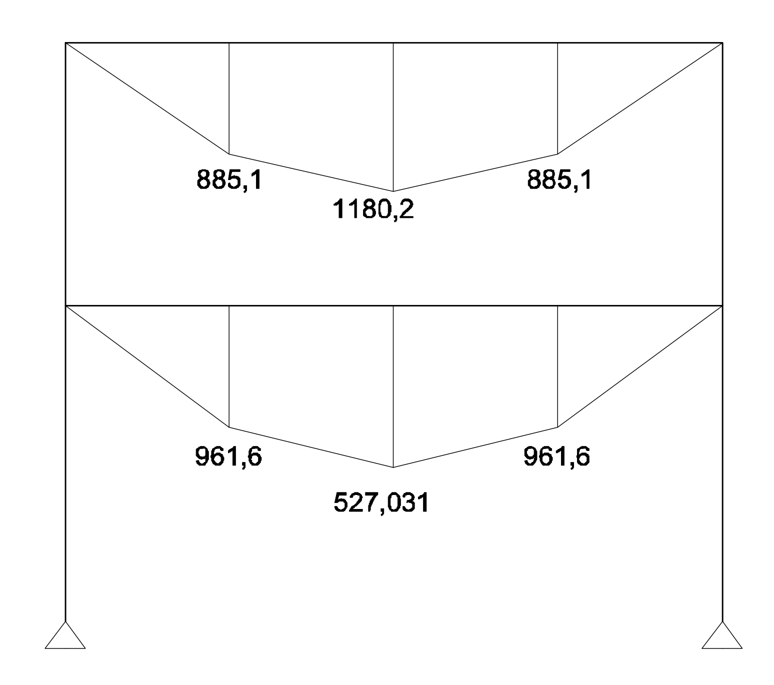
$N_{pl,Rd} = A_a \times f_{yd} + A_s \times f_{sd} + A_c \times f_{cd} = 45{,}6 \times 26{,}2 + 8{,}04 \times 40 + 352{,}7 \times 2 = 2222$ kN

$N_{b,Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 1555$ kN > 1161 kN $= N_{Ed}$, cumple. (CTE-SE-A (6.17))

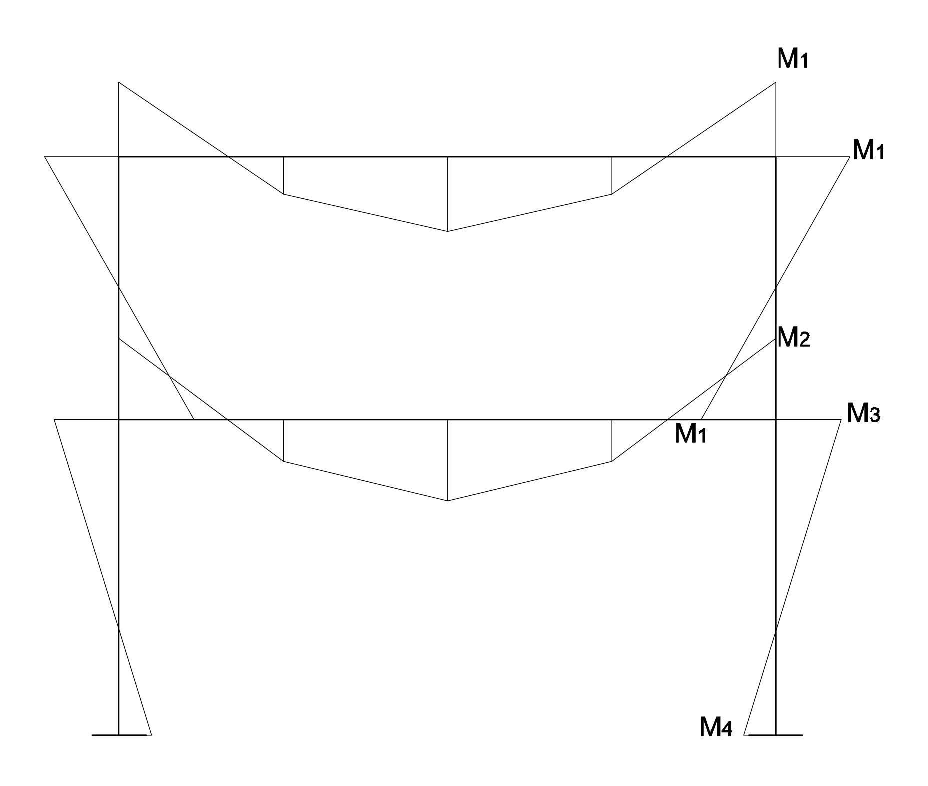
Para el pilar de la derecha se precisa un #250.250.8+4 Ø 20, compruébelo el alumno.

En caso de usar el Eurocódigo, se aplicaría lo indicado en la EN 1993-1-1 de estructuras metálicas (apartado 6.3.1.2)

2.2-Vigas y pilares empotrados:



Gráfica de momentos como vigas isostáticas (kNm)



Posible distribución plástica de momentos

$M_{1Ed} = \dfrac{M_{iso}}{2} = 590$ kNm

$M_{2Ed} = \dfrac{M_{iso}}{2} = 644$ kNm

$M_3 = M_2 - M_1 = 51$ kNm

$M_4 = M_3 / 2 = 26$ kNm

Es una de las posibles distribuciones plásticas. Hacemos un predimensionado en plástico y sin tener en cuenta el pandeo.

-Predimensionado pilar izquierdo, planta baja:

$N_{Ed} = 1163$ kN

$M_{Ed} = 51$ kNm

HEB-200:

$N_{Rd} = 2045$ kN

$M_{Rd} = 168{,}3$ kNm

Interacción: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}57 + 0{,}30 = 0{,}87 < 1{,}00$, podría valer

-Predimensionado pilar izquierdo, planta superior:

$N_{Ed} = 569$ kN

$M_{Ed} = 590$ kNm

HEB-360:

$N_{Rd} = 4730$ kN

$M_{Rd} = 702{,}7$ kNm

Interacción: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}12 + 0{,}84 = 0{,}96 < 1{,}00$, podría valer

-Predimensionado pilar derecho, planta baja:

$N_{Ed} = 3338$ kN

$M_{Ed} = 51$ kNm

HEB-300:

$N_{Rd} = 3905$ kN

$M_{Rd} = 481{,}5$ kNm

Interacción: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0{,}96 < 1{,}00$, podría valer

-Predimensionado pilar derecho, planta superior:

$N_{Ed} = 2605$ kN

$M_{Ed} = 590$ kNm

HEB-500:

$N_{Rd} = 6249$ kN

M_{Rd} = 1261 kNm

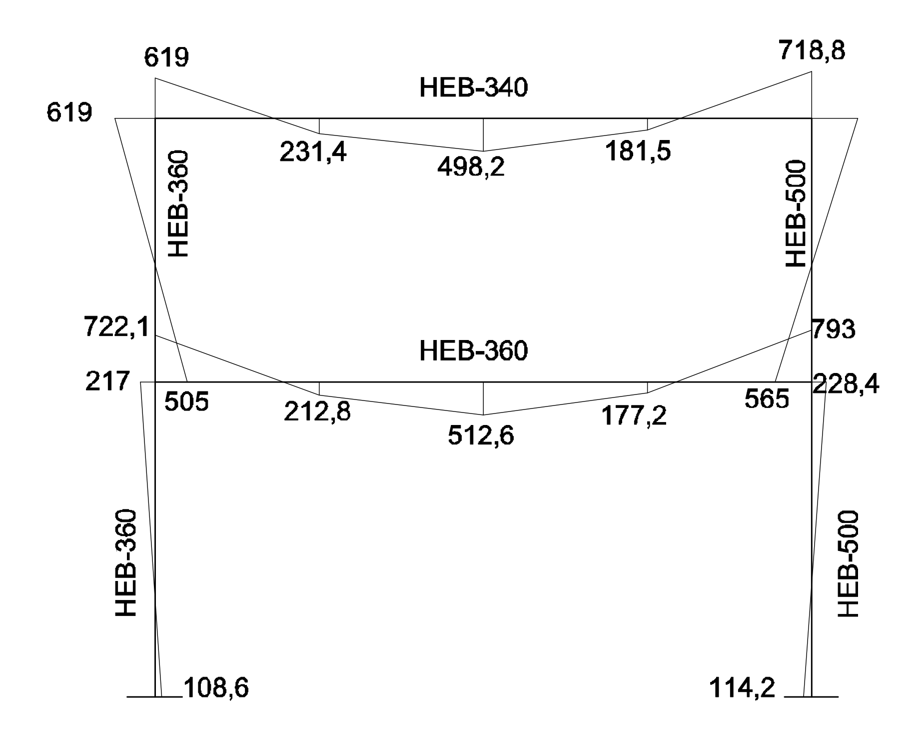
Interacción: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$ = 0,89 < 1,00, podría valer

-Vigas:

M_{Ed} = 590 kNm ⟶ HEB-340
M_{Ed} = 641 kNm ⟶ HEB-360

A continuación vamos a realizar un cálculo elástico en 3 fases partiendo del dimensionado plástico anterior. En cada fase se analiza y comprueba la resistencia de los perfiles.

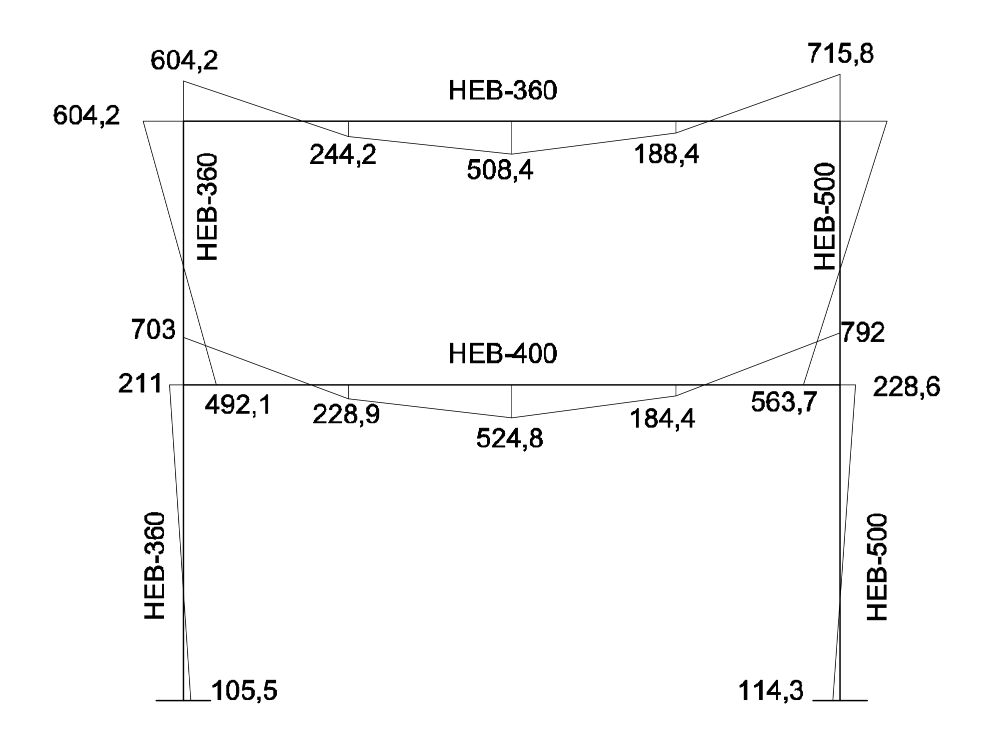
Fase 1:



HEB-340 M_{Rd} = 630,7 < 719, no cumple
HEB-360 M_{Rd} = 703 < 793, no cumple

Las vigas fallan. En la superior se aumenta el perfil a un HEB-360. En la inferior se aumenta el perfila a un HEB-400.

Fase 2:

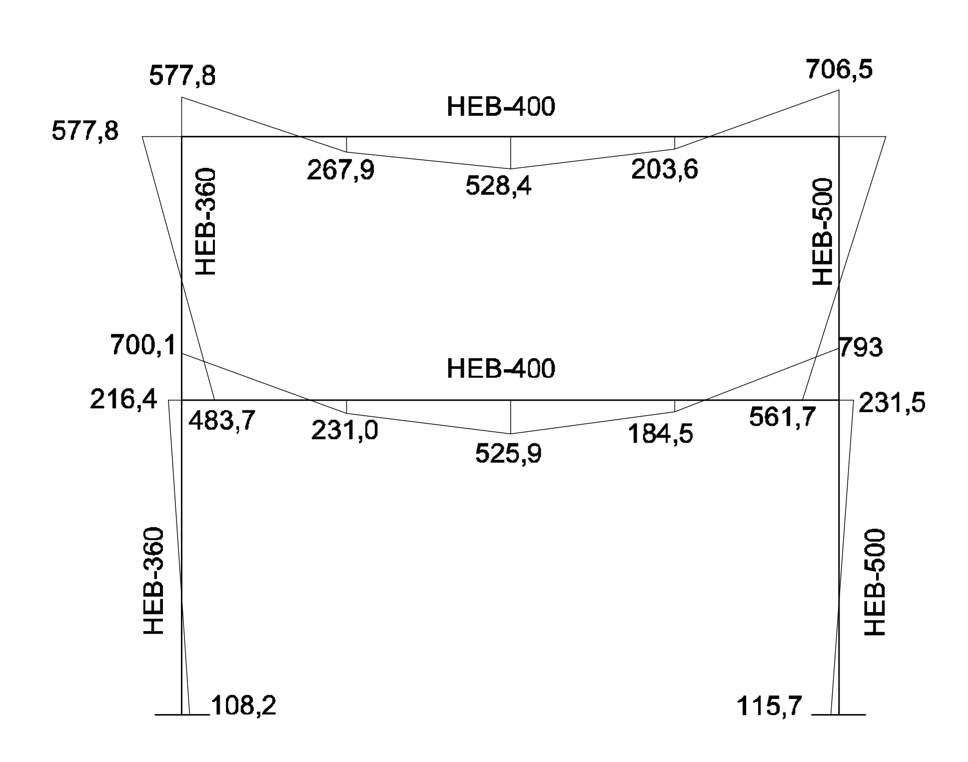


HEB-360 M_{Rd} = 703 < 716, no cumple

HEB-400 M_{Rd} = 847 > 792, cumple

La viga superior falla, se aumenta el perfil a un HEB-400.

Fase 3:



HEB-400 M_{Rd} = 843 > 707, cumple

En esta solución no falla ninguno de los perfiles. Con esta solución y sus momentos, axiles y cortantes se realizan el resto de comprobaciones.

-Dimensionado con pandeo:

Pilar izquierdo, planta baja:

HEB-360

L = 4,85 m

I = 43190 cm^4

K= EI / L

Obtenemos la longitud de pandeo de la misma manera que en la página 5.10:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0{,}145(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}265\eta_1\eta_2}{2 - 0{,}364(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}247\eta_1\eta_2} \leq 1$$

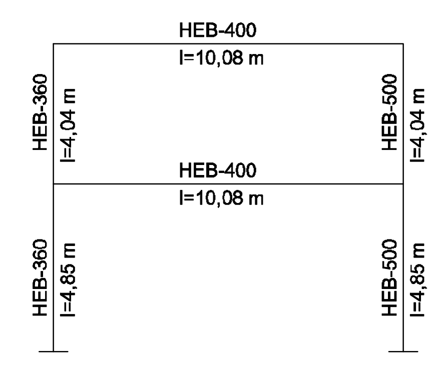
$\eta_1 = 0$, porque en la parte inferior el pilar está empotrado.

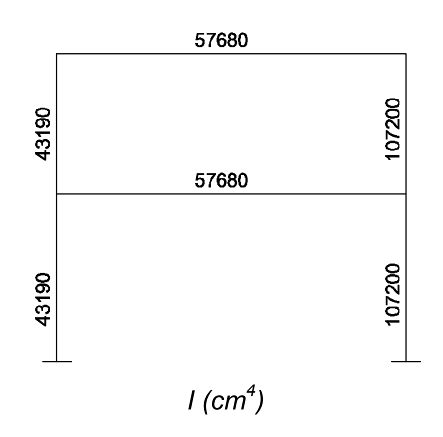
$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{18700{,}82 + 22450{,}25}{18700{,}82 + 22450{,}25 + 0 + 12016{,}67} = 0{,}77$$

$\beta = 0{,}646$

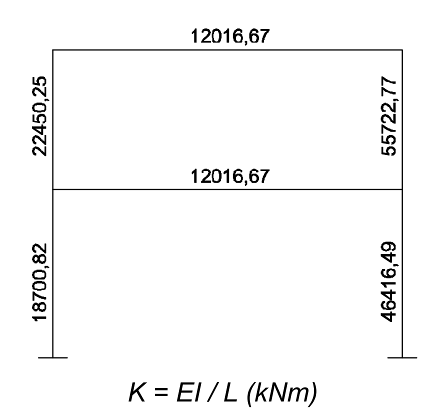
$L_{ky} = 0{,}646L = 3{,}14$ m

A continuación se especifican los valores relevantes para el cálculo:

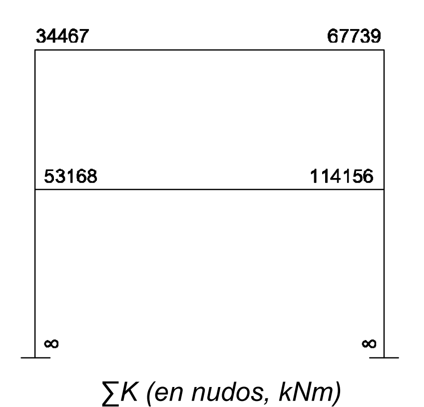




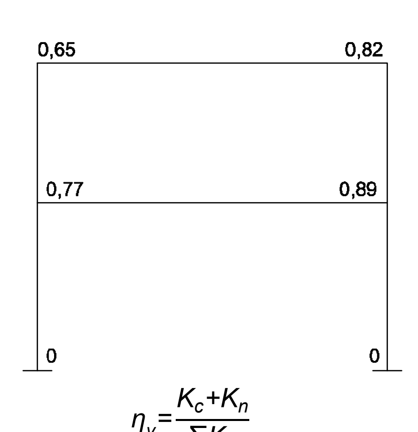
$I\ (cm^4)$



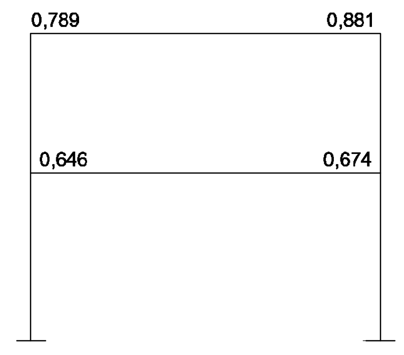
K = EI / L (kNm)



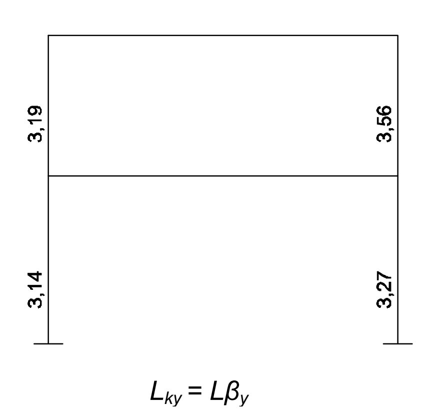
∑K (en nudos, kNm)



$$\eta_y = \frac{K_c + K_n}{\sum K_n}$$



$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \leq 1$$



$$L_{ky} = L\beta_y$$

Las longitudes de pandeo en el plano z serían 0,7L en el tramo inferior y L en el tramo superior.

-Pilar izquierdo planta baja:
Para HEB-360:

$L_{ky} = 3,14$
$i_y = 15,46$
$\lambda_y = 20,28$
$\bar{\lambda}_y = 0,23$

$L_{kz} = 3,40$
$i_z = 7,49$
$\lambda_z = 45,32$
$\bar{\lambda}_z = 0,522$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{\lambda}{86,87}$$

$$\lambda_E = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$N_{Rd} = 4730$ kN
$M_{y,Rd} = 702,7$ kNm

Comprobaciones:

1-Sin pandeo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0,24 + 0,31 + 0 = 0,55 < 1, \text{ cumple}$$

2-Pandeo en el plano fuerte (χ_y):

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2$$

$t \leq 100$
S275
Sacamos la curva de pandeo de la tabla 6.1 del CTE-SE-A.

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

Tipo de sección		Tipo de acero / Eje de pandeo (1)	S235 a S355 y	S235 a S355 z	S450 y	S450 z
Perfiles laminados en I	h/b > 1,2	$t \leq 40$ mm	a	b	a_0	a_0
		40 mm < $t \leq 100$ mm	b	c	a	a
	h/b ≤ 1,2	$t \leq 100$ mm	b	c	a	a
		t > 100 mm	d	d	c	c
Perfiles armados en I		$t \leq 40$ mm	b	c	b	c
		t > 40 mm	c	d	c	d
Agrupación de perfiles laminados soldados			c	c	c	c
Tubos de chapa simples o agrupados		laminados en caliente	a	a	a_0	a_0
		conformados en frío	c	c	c	c
Perfiles armados en cajón (2)		soldadura gruesa: a/t > 0,5 b/t < 30 h/t_w < 30	c	c	c	c
		en otro caso	b	b	b	b

Tipo de sección	Tipo de acero / Eje de pandeo (1)	S235 a S355 y	S235 a S355 z	S450 y	S450 z
Perfiles simples U, T, chapa, redondo macizo		c	c	c	c
Perfiles L		b	b	b	b

(1) Para el significado del eje de pandeo, y los términos **h**, **b**, **t**, $\mathbf{t_w}$ véase anejo B

(2) La variable **a** se refiere al ancho de garganta de la soldadura

CTE-SE-A, tabla 6.1

Curva b, α=0,34

α se obtiene de la tabla 6.3 del CTE-SE-A, en función de la curva de pandeo (página 5.19)

$\bar{\lambda}_y = 0{,}23$

Con la esbelez reducida sacamos el factor χ:

$$\chi=\frac{1}{\phi+\sqrt{\phi^2-(\bar{\lambda}_k)^2}}\leq 1 \qquad \text{(CTE-SE-A, (6.19))}$$

$\chi=0{,}993\sim 1$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} + k_y \frac{c_{m,y} \times M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rd}} \leq 1$$

k_y se obtiene de la tabla 6.9 del CTE-SE-A:

Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza

Clase	Tipo de sección	k_y	k_z	k_{yLT}
1 y 2	I, H, abiertas	$1+(\bar{\lambda}_y-0{,}2)\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1+(2\cdot\bar{\lambda}_z-0{,}6)\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1-\frac{0{,}1\cdot\bar{\lambda}_z}{(c_{mLT}-0{,}25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
1 y 2	Hueca delgada	$1+(\bar{\lambda}_y-0{,}2)\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1+(\bar{\lambda}_z-0{,}2)\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0{,}6+\bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1+0{,}6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1+0{,}6\cdot\lambda_z\cdot\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1-\frac{0{,}05\cdot\bar{\lambda}_z}{(c_{mLT}-0{,}25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo

$\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$ valores de las esbelteces reducidas para los ejes y – y y z – z, no mayores que 1,00.

$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

CTE-SE-A. Tabla 6.9

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0{,}2) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = 1 + 0{,}03 \times \frac{1143}{0{,}996 \times 4730} = 1{,}008$$

$c_{m,y}$ se obtiene de la tabla 6.10 del CTE-SE-A.

$\psi = 108 / -216 = -1/2 \qquad c_{m,y} = 0{,}6 + 0{,}4\psi = 0{,}40$

χ_{LT} (coeficiente de pandeo lateral) en perfiles en H vale 1,00. No obstante puede estimarse:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT} - \bar{\lambda}_{LT}}} \leq 1 \qquad \text{(CTE-SE-A (6.32))}$$

Siendo

$$\phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2\right] \qquad \text{(CTE-SE-A (6.33))}$$

Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente

Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$c_{m,y}$	y–y	z - z
$c_{m,z}$	z - z	y–y
$c_{m,LT}$	y – y	y–y

Diagrama de Flectores	Factor de momento uniforme equivalente
	$c_{m,y} = c_{m,i}$ (i =y) $c_{m,z} = c_{m,i}$ (i =z) $c_{m,LT} = c_{m,i}$ (i =LT)
Momentos de extremo M_h $-1 \leq \Psi \leq 1$ ΨM_h	$c_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$
Momento debido a cargas laterales coplanarias	$c_{m,i} = 0,9$ $c_{m,i} = 0,95$
Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos $M_h(-)$ ΨM_h $\alpha = M_s/M_h$ $M_s(+)$ $M_h(+)$ ΨM_h $\alpha_h = M_h/M_s$ $M_s(+)$	$c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $-1 \leq \alpha \leq 0$ $c_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $0 \leq \alpha \leq 1$ $c_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ con $-1 \leq \alpha_h \leq 1$

CTE-SE-A. Tabla 6.10

Tabla 6.6 Factor de imperfección α_{LT}

Elemento	Límites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil laminado con sección en doble T	h/b ≤ 2	a	0,21
	h/b > 2	b	0,34
Elemento armado con sección en doble T	h/b ≤ 2	c	0,49
	h/b > 2	d	0,76
Elementos con otras secciones	-	d	0,76

CTE-SE-A. Tabla 6.6. Factor de imperfección α_{LT}

$\alpha_{LT} = 0{,}21$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}$ (CTE-SE-A (6.34))

Cálculo del M_{cr}

$M_{cr} = \sqrt{M^2_{LTV} + M^2_{LTW}}$ (CTE-SE-A (6.35))

$M_{LTV} = c_1 \times \frac{\pi}{L_c} \times \sqrt{G \times I_T \times EI_z}$ (CTE-SE-A (6.36))

$I_T \approx 292{,}5\ cm^4$ (tabulada)

$G = 81000$ GPa

$E = 210000$ MPa

C_1

Tabla 6.7 Valor del factor C_1 correspondiente a los valores del factor k_φ (k_w=1)

Condiciones de apoyo y tipo de solicitación	Diagrama de momentos flectores	C_1
M ΨM	Ψ=+1	1
	Ψ=+3/4	1,14
	Ψ=+1/2	1,32
	Ψ=+1/4	1,56
	Ψ=0	1,88
	Ψ=-1/4	2,28
	Ψ=-1/2	2,7
	Ψ=-3/4	2,93
	Ψ=-1	2,75

CTE-SE-A, tabla 6.7. Valor del factor C_1

$C_1 = 2{,}7$

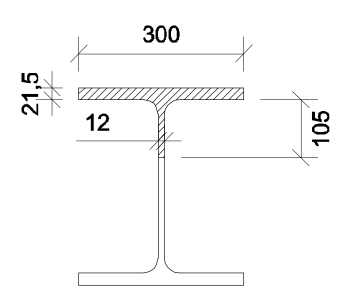
$L_c = 4{,}85$ m

$M_{LTV} = 3928$ kNm

$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 \times E}{L_c^{\ 2}} = C_1 \times i_{f,z}^{\ 2}$

$W_{el,y} = 2400\ cm^3$

$i_{f,z}$: radio de giro, con respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma, adyacente al ala comprimida.



$$I_{1,z} = \frac{30^3 \times 2,15}{12} = 4837,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{2,z} = \frac{1,2^3 \times 10,5}{12} = 1,51 \text{ cm}^4$$

$$A = 30 \times 2,15 + 1,2 \times 10,5 = 77,1 \text{ cm}^2$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4837,5 + 1,51}{77,1}} = 7,92 \text{ cm}$$

$$M_{LTW} = 2400 \frac{\pi^2 \times 21000}{485^2} = 2,7 \times 7,9^2 = 3586 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} \approx \sqrt{3928^2 + 3586^2} = 5318 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{630,7 \times 1,05}{5318}} = 0,353 < 0,40$$

Al ser menor que 0,40, no es preciso tenerlo en cuenta. Si se calcula $\chi_{LT} = 0,96$.

En general en perfiles HEB no es relevante.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} + k_y \frac{c_{m,y} \times M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rd}} = \frac{1143}{0,996 \times 4730} + 1,005 \times \frac{0,40 \times 216}{702,7} = 0,37 \leq 1, \text{ cumple}$$

3- Pandeo en el plano débil:

$\lambda_z = 45,3$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 EI = 18180 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0,522$$

$\alpha = 0,49$, curva c

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rd}} + \alpha_y \times k_y \times \frac{c_{my} \times M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_c \times \frac{c_{mz} \times M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \qquad \text{(CTE-SE-A (6.51))}$$

Clase	A^*	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	A_{eff}	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

CTE-SE-A, tabla 6.8. Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

α_y =0,6

k_y =1,005

El c_{my} = 0,40 se obtiene de la tabla 6.10 del CTE-SE-A (p. 5.29).

$$\frac{1143}{0{,}87 \times 4730} + 0{,}6 \times 1 \times \frac{0{,}40 \times 216}{702{,}7} + 0 = 0{,}35 \leq 1$$

4-Pandeo por torsión:

k_{yLT} es el mínimo de:

$$1 - \frac{0{,}1\bar{\lambda}_z}{c_{mLT} - 0{,}25} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd}} = 0{,}90 \quad \longleftarrow$$

$$0{,}6 + \bar{\lambda}_z = 1{,}12$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rd}} + k_{yLT} \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_c \times \frac{c_{mz} \times M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \qquad \text{(CTE-SE-A (6.53))}$$

$$\frac{1143}{0{,}87 \times 4730} + 0{,}90 \times \frac{216}{702{,}7} = 0{,}55 < 1$$

$\bar{\lambda}$	α	X_y	N_{Rd} (kN)	$N_{b,Rd}$	k_y	α_y	$M_{y,Rd}$ (kNm)	c_{my}	k_{yLT}	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm) Abajo	$M_{y,Ed}$ (kNm) Arriba	$M_{y,Ed}$ (kNm)	Resistencia	Pandeo y	Pandeo z	Torsión
0,233	0,34	0,9881	4730	4674	1,008	0,6	702,7	0,4	0,90	1143,0	108	-216	216	0,549	0,369	0,365	0,567
0,237	0,34	0,9867	4730	4667	1,004	0,6	702,7	0,4	0,94	556,0	484	-578	578	0,940	0,450	0,350	0,923
0,162	0,34	1,000	6655	6655	0,981	0,6	1464,3	0,4	0,78	3359,0	-116	232	232	0,663	0,567	0,655	0,740
0,177	0,34	1,000	6655	6655	0,991	0,6	1464,3	0,4	0,78	2617,0	-562	707	707	0,876	0,585	0,635	0,894
$\bar{\lambda}$	α	X_z	N_{Rd} (kN)	$N_{b,Rd}$	K_z	A_z	$M_{z,Rd}$ (kNm)	c_{mz}		N_{Ed} (kN)	$M_{z,Ed}$ (kNm) Abajo	$M_{z,Ed}$ (kNm) Arriba	$M_{z,Ed}$ (kNm)				
0,522	0,49	0,8308	4730	3930	1,13	0,6	270,3	0,6		1143	0	0	0				
0,621	0,49	0,7729	4730	3656	1,10	0,6	270,3	0,6		556,0	0	0	0				
0,545	0,49	0,8175	6655	5440	1,30	0,6	351,2	0,6		3359,0	0	0	0				
0,649	0,49	0,7562	6655	5033	1,36	0,6	351,2	0,6		2617,0	0	0	0				

		A (cm^2)	i_y (cm)	I_y (cm^4)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	η_1	η_2	β	L (m)	L_k (m)	λ
Pilar izquierdo, planta inferior	HEB-360	180,6	15,46	43190	2683	0,00	0,77	0,646	4,85	3,14	20,28
Pilar izquierdo, planta superior	HEB-360	180,6	15,46	43190	2683	0,77	0,65	0,789	4,04	3,19	20,63
Pilar derecho, planta inferior	HEB-550	254,1	23,2	13670 0	5591	0,00	0,89	0,674	4,85	3,27	14,08
Pilar derecho, planta superior	HEB-550	254,1	23,2	13670 0	5591	0,89	0,82	0,881	4,04	3,56	15,34
		A (cm^2)	I_z (cm)	I_z (cm^4)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	η_1	η_2	β	L (m)	L_k (m)	λ
Pilar izquierdo, planta inferior	HEB-360	180,6	7,49	10140	1032	0,00	1,00	0,700	4,85	3,39	45,32
Pilar izquierdo, planta superior	HEB-360	180,6	7,49	10140	1032	1,00	1,00	1,000	4,04	4,04	53,94
Pilar derecho, planta inferior	HEB-550	254,1	7,17	13080	1341	0,00	1,00	0,700	4,85	3,39	47,34
Pilar derecho, planta superior	HEB-550	254,1	7,17	13080	1341	1,00	1,00	1,000	4,04	4,04	56,35

CUADERNO



Cuadernos.ijh@gmail.com
info@mairea-libros.com

